

En los niveles de dobles pendientes (sin necesidad de invertir el anteojo) puede existir el error; pero puede corregirse variando la altura del montante fijo.

De todos modos, es prudente no fiarse siempre de las correcciones que pueden hacerse desde una sola estación para los aparatos de anteojo invertible en los collares, y comprobarlos, por lo menos, la primera vez, como si fueran de anteojo fijo en cada una de las posiciones del anteojo.

He supuesto los collares mal hechos, pero iguales, porque es el caso más frecuente y el único que puede pasar fácilmente desapercibido.

T. CÁCERES.

El empleo del vapor recalentado en las locomotoras ha adquirido un desarrollo considerable en el continente americano. En Europa funcionan actualmente unas 1.600 máquinas equipadas con recalentadores de diversos sistemas, mientras que en América unas 260 máquinas de este tipo se hallan funcionando ó en construcción. Uno de los más recientes experimentos relativos á este asunto ha tenido lugar en el *Acheson, Topeka, and Santa Fe Railroad*. En esta línea, una pesada máquina tanlem-compound, después de haber estado funcionando durante algún tiempo con cilindros de 48 y 79 centímetros de diámetro, con una carrera de émbolo de 81 centímetros, se envió á los talleres, donde se transformó en una máquina de vapor recalentado. Se la colocó un recalentador en la caja de humos, se la quitaron los cilindros de alta presión (los de 48 centímetros de diámetro) y se rebajó la presión en la caldera á 10 kilogramos por centímetro cuadrado. La locomotora, funcionando en esta forma, con vapor recalentado tan sólo á 30° ó 40°, dió por resultado el obtener una economía de un 5 por 100 respecto de las locomotoras compound, que realizaban el mismo servicio, siendo, además, los gastos de conservación y reparación considerablemente menores que en éstas últimas.—H.

INSTRUCCIONES RELATIVAS AL EMPLEO DEL HORMIGON ARMADO

(CONCLUSIÓN)

Art. 11. Este artículo dice que en los cálculos de deformación se tendrá en cuenta la resistencia á la extensión del hormigón.

Se puede tener que calcular la deformación en sí misma, particularmente para prever la flecha que tomará una obra. Pero en todo caso se tendrá que hacer uso de las fórmulas de deformación, para conocer en cada sección la compresión N de la *fibra media* (lugar de los centros de gravedad G de las secciones ficticias Ω), el momento de flexión M y el esfuerzo cortante T , cuando la estática no los proporciona.

Por definición N y T son las componentes normal y tangencial de las fuerzas exteriores, comprendida la reacción del apoyo que actúa de un lado convenido de la sección, y M es la suma de los momentos de estas mismas fuerzas exteriores con relación al punto G .

Si una de las extremidades de la pieza á estudiar está libre (columnas), ó si la estática proporciona la reacción de un apoyo (vigas con dos apoyos sin encastramiento), las fuerzas N y T y el par M son conocidas en *todo rigor*; podrá pasarse sin las fórmulas de las deformaciones, y por consecuencia, sin hipótesis para determinarlas. El art. 11 no interviene para este objeto.

Pero en el caso de vigas encastradas ó de vigas con muchos

tramos ó de arcos, trabajando á la extensión que es el caso general de los arcos de hormigón armado, se deberá aplicar el artículo 11 y, por consecuencia, interpretarlo.

La administración aceptará la interpretación hecha según el uso corriente hasta aquí, aunque sea poco correcto, y que consiste en atribuir al hormigón, trabajando á la extensión, el mismo coeficiente de elasticidad que cuando trabaja á la compresión.

Una vez admitida esta hipótesis, las fórmulas establecidas más arriba, bajo la restricción esencial de que no trabaja más que á la compresión, se convierten en generales.

Se ve fácilmente que estas fórmulas, gracias á la intervención de los elementos de la sección ficticia Ω , refieren el problema de la resistencia de una pieza de hormigón armado, es decir, de una pieza heterogénea, al de la resistencia de una pieza homogénea ficticia. Desde luego todos los resultados generales y clásicos obtenidos en este último caso se extienden al primero, y por consecuencia, para tener los valores de N , M , T , en el caso de un arco, los de M , T en el caso de una viga cargada transversalmente ó $N = 0$, así como las reacciones de los apoyos, bastará en cada caso adoptar los valores bien conocidos que se refieren á las piezas homogéneas.

Así, si tiene una viga de hormigón armado de extensión l encastrado en sus dos extremos y llevando una carga uniforme de p kilogramos por metro lineal, se admite que como para una viga homogénea, el mayor momento de flexión se producirá en el encastramiento y tendrá por valor:

$$\frac{pl^2}{12}$$

y que el momento de flexión en medio, de signo contrario al precedente, será en valor absoluto:

$$\frac{pl^2}{12}$$

Si el encastramiento es parcial, se adoptará, en lugar del valor de aquí arriba, un valor intermedio entre él y el de $\frac{pl^2}{8}$ que se refiere á la viga con apoyos simples, por ejemplo $\frac{pl^2}{10}$.

Igualmente si se tiene una viga con muchos tramos, que serán generalmente iguales, bastará tomar en los Tratados ó Manuales de resistencia de materiales los valores calculados de los momentos de flexión, esfuerzos cortantes y reacciones de los apoyos referentes á piezas homogéneas, ó si se encuentra en estos casos especiales, calcular estos valores como si se tratase de piezas homogéneas.

Igualmente, en fin, si se trata de un arco, se hará uso de las tablas de Bresse relativas á los arcos homogéneos para tener el empuje, si se trata de un arco ó dos rótulas de las que el Ingeniero Pigeaud ha publicado recientemente en los *Annales de Ponts et Chaussées*, si se trata de un arco encastrado, y se tomará un valor intermedio entre las dadas por estas dos tablas, si se juzga que se tiene un encastramiento parcial.

En los casos especiales, se calculará directamente el empuje según la fórmula clásica referente á las piezas homogéneas.

Una vez conocido el empuje, como las reacciones verticales se deducen de la estática pura, se tendrán todos los datos necesarios para determinar M , N y T gráficamente, ó por el cálculo para cada una de las secciones que se quiera estudiar.

Interpretación más correcta.—Se puede tomar en cuenta la resistencia á la extensión del hormigón de un modo más satisfactorio, admitiendo como resultado de diversas experiencias el principio siguiente: el coeficiente de elasticidad de hormigón armado á la extensión no conserva un valor sensiblemente constante más que hasta el límite de la resistencia á la extensión del

hormigón similar no armado; á partir de aquí se transforma en cualquier especie plástica, es decir, que se alarga por causa de su conexión con la armadura, pero sin que su tensión límite se modifique. No hay dificultad teórica en formar una resistencia de los materiales completa basada en esta hipótesis unida á la de Navier, relativa á la deformación plana de las secciones transversales. Pero los cálculos aparecen más complejos.

Será, naturalmente, factible á los Ingenieros utilizar este modo de proceder si le juzgan más satisfactorio.

De cualquier manera que se hayan determinado los valores del momento de flexión M , del esfuerzo cortante T y de la compresión de la fibra media N (la cual es nula en las piezas rectas cargadas transversalmente), se deberá sacar, al menos en las secciones más fatigadas, la fatiga local. En esta investigación, el artículo 11 prescribe hacer abstracción de toda resistencia á la extensión del hormigón. Esta prescripción no tiene nada de contradictoria con la que prescribe tenerla en cuenta en los cálculos de deformación. En efecto, el hormigón se abre más ó menos del lado de la armadura tendida, pero sin que resulte de estas fisuras microscópicas ó poco profundas una modificación muy notable de las deformaciones generales de las obras, lo mismo que si se produce una fisura más marcada en un punto. Pero en este punto, la fatiga local se encontrará naturalmente muy acrecentada. Conviene, pues, en los cálculos de fatigas locales colocarse en esta hipótesis desfavorable, mientras que será excesivo colocarse en la investigación de las deformaciones generales, y, por tanto, en la de los valores M , T , F que se han estudiado más.

Aplicación á un forjado y á una pieza de sección rectangular.
Se va á aplicar el método indicado más arriba á un forjado (figura 2), asimilado á una simple T cuya altura es h , su ancho de

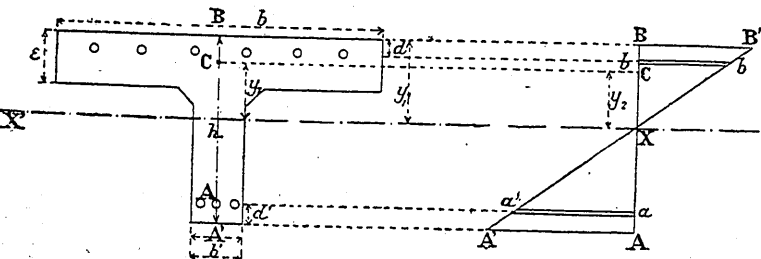


Fig. 2.ª

Fig. 3.ª

aleta b , ancho de la pestaña b' , espesor de la aleta ϵ y cuya armadura del lado de la compresión tiene una sección total ω , su distancia media al paramento siendo d , del lado de la extensión, la sección ω' tiene una distancia media d' del paramento tendido; si la primera no existe, será $\omega = 0$.

Sea Y , la distancia desconocida del eje neutro $X'X$ al paramento comprimido B . Sobre la figura 3.ª, la sección del forjado está proyectada según la recta AB . Las ordenadas de la recta XB' representan las compresiones del hormigón, y el factor m cerca de la ordenada bb' representa la compresión de la armadura comprimida, y aa' representa la tensión de la armadura tendida.

Sea K el coeficiente angular de la recta $B'XA'$ ó la tangente trigonométrica del ángulo $B'XB$.

a) *Flexión simple.*—Si se trata de la flexión simple $N = 0$, escribiendo que las fuerzas elásticas se reducen al par de flexión M , es decir, que su suma es nula y que la suma de sus momentos relativamente no importa á qué punto, por ejemplo, al punto B es igual á M , se obtiene para determinar la distancia $XB = Y_1$ del eje neutro á la cara comprimida, la ecuación de segundo grado:

$$0 = \frac{b'y_1^2}{2} + (b-b')\epsilon\left(y_1 - \frac{\epsilon}{2}\right) + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1) \quad (16)$$

después para determinar el coeficiente angular K :

$$\frac{M}{K} = \frac{b'y_1^2}{6} + (b-b')\epsilon^2\left(\frac{y_1}{2} - \frac{\epsilon}{3}\right) + m\omega(y_1 - d) - dm\omega'(h - d' - y_1)(h - d'), \quad (17)$$

donde el segundo número es conocido, así como M .

Estas fórmulas suponen implícitamente que el eje neutro cae en el nervio. Si cae en el forjado, basta en las fórmulas precedentes hacer $b' = b$, lo que da:

$$0 = \frac{by_1^2}{2} + m\omega(y_1 - d)m\omega'(h - d' - y_1); \quad (18)$$

$$\frac{M}{K} = \frac{by_1^2}{6} + m\omega(y_1 - d)d - m\omega'(h - d' - y_1)(h - d') \quad (19)$$

Para saber dónde caerá la fibra neutra y por consecuencia si es la fórmula (16) ó la (18) la que determinará la posición de la fibra neutra, será suficiente en el segundo miembro de la (16) reemplazar Y_1 por ϵ , lo que da

$$\frac{b\epsilon^2}{2} + m\omega(\epsilon - d) - m\omega'(h - d' - \epsilon).$$

Si el valor numérico de esta expresión es positivo, el eje neutro cae en el forjado y se determina por la fórmula (18).

A la inversa si este valor numérico es negativo.

Las fórmulas (18) y (19) se aplican también á una sección rectangular de base b y altura h .

Cuando se tiene determinadas las dos incógnitas Y_1 y K , se tendrá para la compresión máxima R_b del hormigón:

$$R_b = Ky_1 \quad (20)$$

para la compresión R_a y la extensión R'_a de las armaduras:

$$\begin{cases} R_a = mK(y_1 - d) \\ R'_a = mK(h - d' - y_1) \end{cases} \quad (21)$$

b) *Flexión compuesta.*—Se conoce en este caso la compresión N y la posición del centro de presión C , punto de aplicación de la resultante de las fuerzas exteriores. Designemos por c la distancia de este punto á la cara comprimida, esta distancia está contada positivamente si C cae en la sección y negativamente en el caso contrario. Parece más sencillo aquí, por la razón que se dará oportunamente, determinar la posición de la fibra neutra por su distancia $XC = Y_2$ (fig. 3.ª) al centro de presión C más que por su distancia Y_1 al paramento comprimido. Se dirá que la resultante de las fuerzas elásticas coincide con N . Pues la suma de los momentos de las fuerzas elásticas con relación al punto C es nula, lo que da una ecuación de tercer grado que sirve para determinar Y_2 , es decir, la posición del eje neutro $X'XC$. Esta ecuación, en el caso en que este eje caiga en la nervure, es la siguiente:

$$\begin{aligned} & \frac{b'y_2^3}{6} - b\left[\frac{c^2}{2}y_2 + \frac{c^3}{3}\right] \\ & + (b-b')\left[\frac{(-c + \epsilon)^2}{2}y_2 - \frac{(-c + \epsilon)^3}{3}\right] \\ & + m\omega(y_2 + c - d)(-c + d) \\ & - m\omega'(h - d' - c - y_2)(h - d' - c) = 0. \end{aligned}$$

Se ve que esta ecuación es de la forma

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \quad (23)$$

los coeficientes numéricamente conocidos p y q tienen las expresiones siguientes:

$$\left. \begin{aligned} p &= -\frac{3b}{b'} c^2 + 3 \left(\frac{b}{b'} - 1 \right) \\ (c - \varepsilon)^2 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d)^2 + \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c); \\ q &= -\frac{2b}{b'} c^2 + 2 \left(\frac{b}{b'} - 1 \right) \\ (c - \varepsilon)^2 - \frac{6m\omega}{b'} (c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b'} (h - d' - c)^2 \end{aligned} \right\} (24)$$

El término my_2^2 falta, lo que facilita la resolución de la ecuación y justifica el empleo hecho de la incógnita y_2 .

Cuando y_2 ha sido encontrado, se obtiene la incógnita auxiliar K inmediatamente por la ecuación

$$\begin{aligned} \frac{N}{K} &= \frac{b' y_2^2}{2} + bc \left(y_2 + \frac{c}{2} \right) \\ &+ \frac{1}{2}(b - b') \left[(-c + \varepsilon) y_2 - \frac{(-c + \varepsilon)^2}{2} \right] \\ &+ m\omega [y_2 + c - d] - m\omega' [h - d' - c - y_2] \end{aligned} \quad (25)$$

en que el segundo miembro es conocido, así como N .

Estas fórmulas suponen que el eje neutro cae en la nervure.

Si cae en el forjado, como también en el caso de una sección rectangular de base b y de altura h , basta hacer $b' = b$, lo que da:

$$p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b} (c - d) + \frac{6m\omega'}{b} (h - d' - c), \quad (26)$$

$$q = -2c^2 - \frac{6m\omega}{b} (c - d)^2 - \frac{6m\omega'}{b} (h - d' - c)^2. \quad (27)$$

En fin, en el caso de un forjado, para saber si el eje neutro cae en la nervure ó en el forjado, bastará comprobar si el primer miembro de la ecuación (23) tiene ó no signos contrarios en las dos extremidades del nervio.

Cuando las incógnitas y_2 y K están determinadas, se sacará de la primera

$$y_1 = y_2 + c,$$

para distancia del eje neutro al paramento comprimido, y entonces la compresión R_b del hormigón, la compresión R_a y la tensión R'_a de las armaduras por unidad de superficie, se determinan por las fórmulas (20) y (21).

Observaciones con motivo del cálculo de los forjados.—Cuando se tiene un suelo formado de un forjado con nervios (fig. 4.^a), se destaca un nervio en las dos partes adyacentes, no considerando más que la parte $\alpha\alpha'\beta\beta'$ de ancho $\alpha\beta = b$, sin tener en cuenta los socorros que esta porción de suelo puede recibir de su adherencia con las partes próximas.

Este ancho b debe estar en relación con el espesor ε del forjado, la separación L de los nervios y su alcance l . Conviene no excederse nunca para el ancho b del tercio del alcance l de los nervios ni de los $\frac{3}{4}$ de su separación L .

En cuanto al suelo mismo, si tiene que llevar cargas concentradas entre dos nervures, debe ser provisto de dos series de barras horizontales en direcciones ortogonales. Se da generalmente á las armaduras más débiles una sección total por metro de ancho del forjado, al menos igual á la mitad de la sección de las más fuertes por metro del largo del forjado.

Y entonces, para calcular el espesor ε del suelo, se admite que la carga aislada puede ser reemplazada (fig. 4.^a) por una carga uniformemente repartida sobre un rectángulo, teniendo esta carga por centro sus lados paralelos á los nervios, teniendo

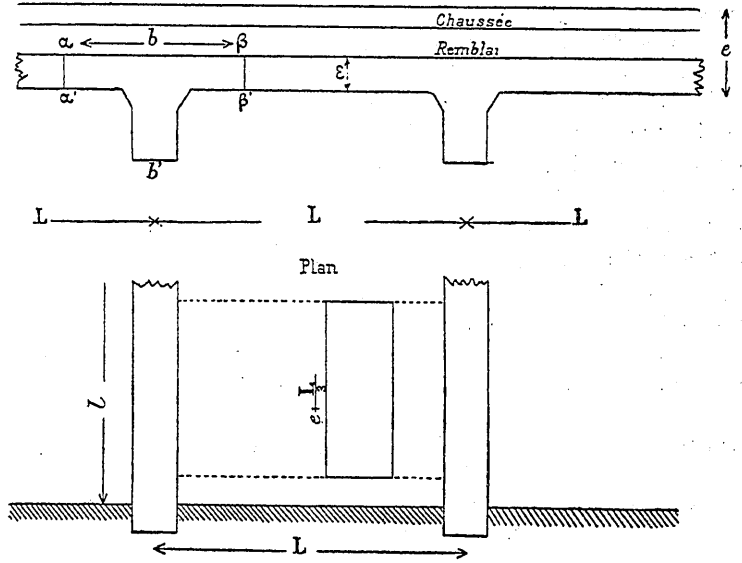


Fig. 4.^a

una separación e igual á la suma de los espesores: 1.º Del forjado mismo, ó sea ε . 2.º Si tiene lugar, el terraplén y de la calzada que lleve; sus lados perpendicularmente á los nervios, teniendo por separación $e + \frac{L}{3}$, siendo L la separación de los nervios.

La carga así repartida, se supone está alcanzada por una banda del forjado de ancho $e + \frac{L}{3}$ sin concurso de partes adyacentes, por consecuencia, por una viga de sección rectangular $\left(e + \frac{L}{3} \right) \varepsilon$ y de alcance L , apoyándose sobre dos nervios consecutivos.

Si se trata de un forjado alcanzado por los cursos de nervios ortogonales de separaciones respectivas L y L' , para calcular el momento de flexión en el sentido del alcance L , se podrá, á falta de mejor, calcular como si los nervios de alcance L estuvieran solos, multiplicando la cifra obtenida por el coeficiente de reducción:

$$\frac{1}{1 + 2 \frac{L^2}{L'^2}}$$

Se hará lo mismo permutando la letras L y L' para obtener el momento de flexión en el sentido del alcance L' .

Adherencia.—Para asegurarse de la adherencia entre el hormigón y la armadura, tendida, por ejemplo, se observará que si dos secciones próximas AB , $A'B'$ de una pieza (fig. 5.^a) espacia-

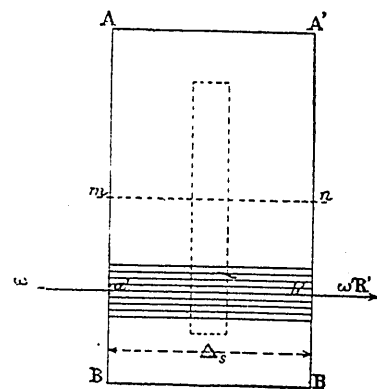


Fig. 5.^a

das en una longitud Δ_s , se tiene encontrado para la tensión de la armadura los valores R'_a y R''_a por unidad de superficie; las tracciones totales sobre estas dos secciones serán

$$\omega'R''_a \quad \text{y} \quad \omega'R'_a.$$

Supongamos para fijar las ideas $R''_a > R'_a$, esto es, la diferencia $\omega'(R''_a - R'_a)$ que tendrá que hacer deslizar la porción de armadura de longitud Δ_s en la vaina de hormigón. Si es, pues, el perímetro total de las armaduras tendidas x' la adherencia por unidad de superficie será:

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{x'\Delta_s}$$

Esta es la relación que no debe ser superior al límite impuesto para la adherencia por el art. 6.º del del Reglamento.

Si los estribos ú otras piezas transversales están *suficientemente* solidarizadas con una armadura longitudinal para contribuir a empezar el deslizamiento del hormigón en su vaina, entonces la fuerza F de cizallamiento de las piezas transversales que se encuentran sobre la longitud Δ_s , considerada donde el producto de la sección cizallada por el trabajo de cizallamiento admitido para el metal, debe ser excluido del esfuerzo

$$\omega'(R''_a - R'_a)$$

y basta que la relación

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a) - F}{x'\Delta_s}$$

no pase el límite para la adherencia.

Pero simples ligaduras entre las armaduras transversales y longitudinales no bastan para producir el efecto de la fuerza F . Estas ligaduras deben hacerse. Pero conviene no tomarlas en cuenta como refuerzo prestado á la adherencia.

Deslizamiento longitudinal del hormigón sobre sí y esfuerzo cortante.—Consideremos siempre una parte de pieza comprendida entre dos secciones transversales, AB y $A'B'$, distantes de Δ y llevando la armadura longitudinal $a'b'$ del lado de la extensión.

Hagamos en la parte tendida del hormigón, es decir, entre la armadura $a'b'$ y el plano de fibras neutras, una sección mn paralela á este plano. Sea ω_b el aire de esta sección.

Como no se tienen en cuenta las tensiones del hormigón normalmente á mB y nB' , la porción $mnBB'$ de la pieza está en equilibrio bajo la influencia de las tensiones $\omega'R''_a$ y $\omega'R'_a$ de las armaduras y del esfuerzo longitudinal ó de cizallamiento según mn . Pues este esfuerzo, por unidad de superficie

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a)}{\omega_b} \quad (a)$$

no debe exceder á la fatiga admitida por el cizallamiento.

Si las armaduras transversales resisten *eficazmente* al deslizamiento longitudinal, se puede tener en cuenta, como se ha dicho arriba, para la adherencia.

Este esfuerzo (a) permanece constante hasta la fibra neutra. Desde aquí, disminuye por efecto de las compresiones, de suerte que aquí está tomado en cuenta, representando el máximo.

El esfuerzo cortante en cada punto es desde luego, como se sabe, el mismo en magnitud que el esfuerzo de deslizamiento longitudinal de que se acaba de hablar.

Art. 12. *Encorvamiento.*—Para asegurar contra el encorvamiento las piezas comprimidas, se puede hacer uso de la regla de Rankine, que se traduce por la desigualdad siguiente:

$$\frac{N}{\Omega} \left(1 + \frac{kl^2}{10.000 r^2} \right) < R_b \quad (29)$$

No es el esfuerzo de compresión; si varía notablemente de una extremidad á otra de la pieza, se tomará el valor relativo á la sección media situada á igual distancia de las extremidades; l es el largo de la pieza; r el radio de giro mínimo de la sección transversal que en el caso frecuente de una pieza simétrica tiene, sea la dirección del eje de simetría, sea la dirección perpendicular.

R_b es el límite de fatiga admisible para el hormigón armado (artículo 4.º) En fin, k es un coeficiente numérico dependiente de las condiciones á que está sometida la pieza en sus extremidades y que tiene los valores siguientes:

Condiciones relativas á las extremidades	k	OBSERVACIONES
Pieza encastrada en un extremo y libre en el otro.....	4	
Pieza articulada en los dos extremos.....	1	
Pieza encastrada en un extremo y articulada en el otro.....	1/2	Si el encastramiento es imperfecto se tomará un valor medio entre 1/2 y 1.
Pieza encastrada en los dos extremos.....	1/2	Si uno de los encastramientos es imperfecto, se tomará un valor medio entre 1/4 y 1/2. Si los dos son imperfectos, un valor medio entre 1/4 y 1.

Cuando la pieza comprimida es de gran longitud, se llega á que la unidad es negativa ante el número $\frac{kl^2}{10.000 r^2}$. La desigualdad que expresa la condición de estabilidad, puede tomarse entonces bajo la forma simplificada:

$$\frac{N}{\Omega} \frac{kl^2}{10.000 r^2} < R_b$$

ó

$$N < \frac{10.000}{k} \frac{\Omega r^2}{l^2} R_b \quad (30)$$

El valor medio de R_b es próximamente 50×10^4 (50 kilogramos por centímetro cuadrado). El coeficiente de elasticidad longitudinal del hormigón es, en medio, la décima parte del del acero, ó sea:

$$E_b = 2 \times 10^9$$

De donde resulta que el producto $10.000 R_b$ es sensiblemente igual á

$$\frac{\pi^2 E_b}{4}$$

lo que permite escribir la condición (30) bajo la forma:

$$N < \frac{1}{4k} \frac{\pi^2 \Omega r^2}{l^2} E_b \quad (31)$$

Esta es la fórmula de Euler, con un coeficiente de seguridad igual á 4.

Se ve, pues, que las indicaciones proporcionadas por esta fórmula concuerdan con las de la regla de Rankine para las piezas de gran longitud.

Si la pieza sometida á un esfuerzo de compresión N es al mismo tiempo solicitada por un momento de flexión cuyo efecto puede ser considerado como negativo (caso de una carga desasida, empujada por el viento, etc.), conviene completar la condi-

ción de estabilidad por la desigualdad (29) introduciendo el valor del trabajo máximo de compresión determinado, en la sección media, por el momento de flexión M .

Este trabajo tiene por expresión

$$\frac{M_0}{1} \text{ (fórmula 5) } \text{ ó } \frac{Nv_0 v}{\Omega r^2} \text{ (fórmula 11).}$$

La regla de Rankine se traduce entonces por una ú otra de las desigualdades siguientes:

$$\frac{N}{\Omega} \left(1 + \frac{kl^2}{10.000 r^2} \right) + \frac{M_0}{I} < R_b; \quad (32)$$

$$\frac{N}{\Omega} \left(1 + \frac{kl^2}{10.000 r^2} + \frac{v_0 v}{r^2} \right) < R_b \quad (33)$$

III.—Capítulo IV.

Las instrucciones relativas á la ejecución de los trabajos y de las pruebas se justifican por sí mismas y no tienen necesidad de comentarios. Nos limitaremos á recordar que el hormigón armado no vale más que por la perfección de su ejecución.

Los accidentes sobrevenidos son debidos generalmente á la mediana calidad de los materiales ó á su mal empleo. Es conveniente, pues, ejercer, *una vigilancia muy grande* sobre la procedencia de los materiales, sobre su pureza, su clasificación, el del agua empleada en la confección del hormigón, su apisonado, su relleno á lo largo de las armaduras, la sólida unión de éstas, etcétera.

En cuanto á las pruebas, pueden en ciertas circunstancias ser simplificadas mediante justificación.

Pero conviene aun así no buscar economías donde fácilmente pudiera correr un riesgo cualquiera la seguridad pública.

Instrucciones relativas al empleo del hormigón armado.

I.—Datos admitidos en la preparación de los proyectos.

A.—SOBRECARGAS.

Artículo 1.º Los puentes de hormigón armado serán establecidos de manera que puedan soportar las sobrecargas verticales y las acciones del viento, impuestas á los puentes metálicos de igual destino por el Reglamento de 29 de Agosto de 1891.

Art. 2.º Los tejados de hormigón armado serán, sin excepción justificada, sometidos desde el punto de vista de las sobrecargas al Reglamento de 17 de Febrero de 1903, relativo á los mercados metálicos de los caminos de hierro.

Art. 3.º Los pisos y otras partes de los edificios, los muros de apoyo, los muros de depósito, los conductos bajo presión y todas las demás obras que interesan á la seguridad pública, serán calculados en vista de las mayores sobrecargas que tengan que soportar en servicio.

B.—LÍMITES DE TRABAJO Ó DE FATIGA.

Art. 4.º El límite de fatiga á la compresión del hormigón armado admitido en los cálculos de las resistencias de las obras no deberá pasar de las veintiocho centésimas (0,28) de la resistencia al aplastamiento adquirido por el hormigón no armado de la misma composición después de noventa días de tomado.

El valor de esta resistencia medida sobre cribas de 20 centímetros de lado será especificada el presupuestar cada proyecto.

Art. 5.º Cuando las armaduras transversales ú oblicuas que lleve el hormigón estén dispuestas de manera que se opongan más ó menos eficazmente á su hinchazón, bajo la influencia de

la compresión longitudinal que soporta, el límite de fatiga á la compresión prevenido en el artículo precedente podrá ser aumentado en una medida más ó menos ancha, según el volumen y el grado de eficacia de las armaduras transversales, sin que el nuevo límite pueda, cualquiera que sea el pudraje del metal empleado, exceder de las sesenta centésimas (0,60) de la resistencia al aplastamiento de hormigón no armado, tal como se ha definido en el art. 4.º

Art. 6.º El límite de fatiga al cizallamiento ó deslizamiento longitudinal del hormigón sobre sí mismo y á su adherencia sobre el metal de las armaduras será prevista igualmente en diez centésimas (0,10) de la especificada en el art. 4.º para el límite de fatiga á la compresión.

Art. 7.º El límite de fatiga, tanto á la extensión como á la compresión, que no podrá ser rebasado por el metal de las armaduras, es la mitad de su límite aparente de elasticidad, tal como será definido al redactar cada proyecto. Sin embargo, para las presas que han de soportar choques ó han de someterse á esfuerzos en sentidos alternados, tales como los forjados, este límite se reduce á las cuarenta centésimas (0,40), en vez de la mitad del límite aparente de elasticidad.

Art. 8.º Para las piezas sometidas á esfuerzos muy variables; los límites de trabajo arriba definidos serán rebajados tanto más cuanto mayores sean las variaciones, sin que la disminución exigida pueda ser mayor de un 25 por 100.

Los límites de trabajo serán igualmente rebajados para las piezas sometidas á causas de fatiga ó debilitación cuyos cálculos de resistencia no han sido tenidos en cuenta, especialmente en las acciones dinámicas como en las que soportan las piezas colocadas directamente bajo los carriles de las vías férreas.

II.—Cálculos de resistencia.

Art. 9.º En los cálculos de resistencia de las obras de hormigón armado se tendrá en cuenta, no sólo las más grandes fuerzas exteriores y comprendidas las acciones del asiento y nieve que estas obras pueden tener que soportar, sino también los efectos térmicos y los de los huecos de hormigón, toda vez que no se trata de obras libremente dilatables en el sentido teórico de la palabra ó de las que la experiencia permite mirar aproximadamente como tales.

Art. 10. Los cálculos de resistencia serán hechos según métodos científicos fundados en datos experimentales y no por procedimientos empíricos. Serán deducidos, sea de los principios de la resistencia de los materiales, sea de principios que ofrezcan al menos las mismas garantías de exactitud.

Art. 11. La resistencia del hormigón á la extensión será tomada en cuenta en el cálculo de las deformaciones. Pero para determinar la fatiga local en una sección cualquiera, esta resistencia será mirada como nula en la sección.

Art. 12. Para las piezas comprendidas se asegurará que no están expuestas á arder. Sin embargo, se podrá dispensar para las piezas cuyo lanzamiento (relación de la altura á la dimensión más débil transversal) es inferior á 20 y cuya fatiga á la compresión no pasa el límite definido por el art. 4.º

Art. 13. El presupuesto de la obra deberá indicar las calidades y dosificación de las materias que entran en la composición del hormigón; en cuanto á la proporción de agua para el amasado, deberá ser vigilada con cuidado y la estrictamente necesaria para dar al hormigón la plasticidad necesaria para el buen relleno de las armaduras y relleno de todos los huecos.

III.—Ejecución de los trabajos.

Art. 14. La cubrición, así como el estibado de las armaduras, presentará una rigidez suficiente para resistir sin deformación sensible á las cargas y choques que estarán expuestas á sufrir durante la ejecución del trabajo y hasta en el descubrimiento y descimbramiento inclusive.

Art. 15. Salvo en el caso excepcional en que el cemento sea colado, será siempre tomado lentamente y apisonado con el mayor cuidado por capas cuyo espesor estará en relación con las dimensiones de los materiales empleados y con los intervalos de las armaduras, y no pasarán de 0^m,05 después de apisonadas, á menos que no se emplee guijarro.

Art. 16. Las distancias de las armaduras entre sí y á las paredes de los encofrados serán tales, que permitan el perfecto apisonamiento del hormigón y su apretamiento contra las armaduras. Estas últimas distancias, aun cuando no se emplee más que mortero sin grava ni guijarro, deberán ser siempre por lo menos de 15 á 20 milímetros, de modo que queden las armaduras al abrigo de la intemperie.

Art. 17. Cuando se empleen para las armaduras contorneadas y no barras redondas, se tomarán disposiciones especiales para que su relleno se haga perfectamente sobre todo el perímetro y especialmente en los ángulos entrantes.

Art. 18. Cuando la ejecución de una pieza sea interrumpida, lo que se evitará en tanto sea posible, se limpiará á víf, y se mojará el hormigón antiguo bastante tiempo para que esté bien embebido antes de ponerlo en contacto con el hormigón fresco.

Art. 19. En tiempo de heladas se interrumpirá el trabajo, si no se dispone de medios eficaces para prevenir los efectos nocivos. Al reanudar el trabajo se demolerá todo lo que haya sufrido á causa de la helada, procediendo después como se ha dicho en el artículo precedente.

Art. 20. Durante quince días, por lo menos, después de su ejecución, se sostendrá en el hormigón la humedad necesaria para asegurar la toma en buenas condiciones.

El descubrir y el descimbramiento serán hechos sin choques, por esfuerzos puramente estáticos y sólo después que el hormigón haya adquirido la resistencia necesaria para soportar sin daño los esfuerzos á que está sometido.

IV.—Prueba de las obras.

Art. 21. Las obras de hormigón armado que interesan á la seguridad pública serán probadas antes de ser puestas al servicio. Las condiciones de las pruebas, así como las cesiones para ponerlas en servicio, serán insertadas en el cuaderno de cargas.

Las flechas máximas que las obras no deban exceder deberán también, al menos en tanto se pueda, insertarse en el cuaderno de cargas.

El tiempo que el hormigón tenga en el momento de las pruebas, se fijará igualmente en el cuaderno de cargas. Por lo menos será de noventa días para las obras grandes, de cuarenta y cinco para los de mediana importancia y de treinta para los pisos.

Art. 22. Los Ingenieros aprovecharán las pruebas para tomar, no sólo todas las medidas de deformación ó verificación de las condiciones del cuaderno de cargas, sino también, y en tanto sea posible, las que pueden interesar á la ciencia del Ingeniero.

Para las obras de alguna importancia se emplearán aparatos registradores.

Art. 23. Los puentes de hormigón armado serán probados de la manera prescrita para los puentes metálicos por el Reglamento de 29 de Agosto de 1891.

Si pareciera conveniente llevar ciertas derogaciones á las prescripciones de este Reglamento, deberán estar justificadas é insertadas en el cuaderno de cargas.

Art. 24. Los copetes serán probados de la manera prescrita por el Reglamento de 17 de Febrero de 1903, salvo derogaciones á justificar.

Art. 25. Los pisos serán sometidos á una prueba, que consiste en aplicar las cargas y sobrecargas prevenidas, sea á la totalidad del piso, sea por lo menos á un tramo entero.

Las sobrecargas deberán quedar colocadas durante veinti-

cuatro horas por lo menos. Las flechas no deberán aumentar más al cabo de quince horas.

El Ministro de Trabajos públicos, Correos y Telégrafos, *Luis Barhou*.

RIEGOS Y FERROCARRILES EN LA INDIA

En una Memoria sobre las condiciones comerciales de la India, publicada recientemente por Mr. C. M. Pepper, agente especial del Ministerio de Comercio y Obras de los Estados Unidos, se citan algunos datos muy interesantes sobre los riegos y ferrocarriles en la India, de los que extractamos lo siguiente:

Riegos.

En la actualidad existen en la India aproximadamente unos 16.000.000 de hectáreas de terreno de regadío, de los cuales 8.000.000 de hectáreas se hallan regadas por canales que están bajo la inspección del Gobierno de la India inglesa. La longitud total de canales de riego, que en 1891 era de 14.500 kilómetros, es hoy día de 80.000 kilómetros aproximadamente. La región que posee mayor superficie regada es la de Punjab, que está surcado por cinco ríos importantes, afluentes del Indo. Esta región tiene hoy 5.000.000 de hectáreas de regadío, debido á la construcción de numerosas obras de riegos, de las que las más recientes han consistido en la construcción y mejora de pantanos, siendo la más importante de éstas la presa de Chenab. El caudal de los ríos Chenab y Chelam ha sido aforado, dividido y distribuido por un sistema completo de canales. Obras análogas están en construcción ó en proyecto á fin de conseguir resultados semejantes en el río Indo y distribuir en el desierto del Oeste las aguas que hoy vierten inútilmente en el mar Árabe.

Las obras de riego emprendidas por el Gobierno han producido muy buenos resultados. En el pasado año, según los datos publicados, el gran *Sidhani Canal* produjo cerca del 26 por 100 del capital invertido, el del *Lowez Chenab* el 24 por 100 y el canal del *Ganges* el 9 y $\frac{1}{2}$, por 100. En el distrito de Madras, en el Sur de la India, el ingreso neto fué del 9 por 100. En otros distritos los ingresos fueron pequeños, pero el término medio de los ingresos de todo el sistema de canales de riego ascendió al 7 por 100 en el año de 1905.

En lo sucesivo, las obras de riego que sean reproductivas recibirán menos auxilio del Estado que hasta ahora, puesto que ya cubren ó cubrirán pronto toda la superficie que pueden aprovechar. En cambio se fijará más la atención en aquellas obras que necesiten auxilio ó subvención y que hasta ahora habían sido miradas con indiferencia, á pesar de que constituían un remedio eficaz contra el hambre tan frecuente en la India, lo que ha sido objeto de muchas críticas.

La más importante de estas obras, que después de larguísimo período de espera ha recibido la sanción oficial, está situada en Bombay Deccan, y se conoce con el nombre de proyecto del canal de Godaveri. Se trata de una presa de fábrica de 25 metros de altura y 1.940 metros de longitud, que atraviesa el río Darna, afluentes del Godaveri, formando un gran embalse en el valle superior del citado río. De dicho embalse arrancarán dos canales de 80 y 120 kilómetros, respectivamente, y se espera que con el agua de los citados canales se aliviara, al menos en parte, la situación de extensas regiones, que no poseyendo suficiente cantidad de lluvia sufren periódicamente el azote del hambre. El presupuesto que se calcula para la ejecución de este proyecto es de 16.250.000 pesetas oro.

Ferrocarriles.

La red de ferrocarriles de la India al comienzo del año 1907 contaba con 47.000 kilómetros de líneas en explotación y 5.000